

بررسی تأثیر موج انفجار بر سقف های بتنی پیش تنیده استوانه ای

ابراهیم زمانی بیدختی^{*۱}، مجید یعقوبی^۲، سید احسان نیکنام^۳، نوید آروین خیبری^۴

۱- استادیار، دانشگاه صنعتی شاهرود، ۲- استادیار، ۳- کارشناس ارشد، دانشگاه غیرانتفاعی پارس رضوی گناباد (دریافت: ۹۶/۱۱/۱۰، پذیرش: ۹۷/۰۷/۱۵)

چکیده

در این مقاله به تحلیل اثر موج انفجار در سقف های بتنی پیش تنیده با نرم افزار آباکوس پرداخته شده است. در ابتدا، یک سقف نیم استوانه ای بدون پیش تنیدگی تحت تأثیر موج ناشی از انفجار یک تن TNT در فاصله ۱۰ متری از میانه طولی سازه در نرم افزار آباکوس تحلیل شد. با هدف بررسی تأثیر پیش تنیدگی بر مقادیر تنش و خرابی های کششی و فشاری، سازه تحت پیش تنیدگی فشاری ۳، ۵ و ۸ مگاپاسکالی قرار گرفت. افزون بر این، اثر طول دهانه بر نتایج تنش و خرابی پوسته سقف با بهره جویی از سه طول دهانه ۳۰، ۴۵ و ۶۰ متری مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج تحلیل ها نشان داد که پیش تنیده کردن سقف پوسته از حجم خرابی ناشی از انفجار می کاهد. همچنین افزایش طول دهانه، تمرکز خرابی ها را روی محورهای تقارن سبب می گردد.

کلیدواژه ها: بتن پیش تنیده، موج انفجار، پوسته نیمه استوانه ای، خرابی کششی، خرابی فشاری

Investigation of Explosion Wave Effect on Cylindrical Pre-Stressed Concrete Shells

E. Zamani Beydokhti^{*}, M. Yaghoobi, S. E. Niknam, N. Arvin Kheibari

Shahrood University of Technology

(Received: 30/01/2018; Accepted: 07/10/2018)

Abstract

In this paper, the explosion wave effect on prestressed concrete shells was numerically discussed. For this purpose, at first, a semi cylindrical shell roof without pre-stressing imposed by an explosion of a ton of TNT at a distance of 10 meters from the center line of the structure. The finite element analysis was performed by Abaqus software and the results of tensile and compression failures are extracted and verified by the results of the literature. In order to investigate the effect of pre-stressed tendons in longitudinal direction on mises stresses and tensile and compression failures, the semi cylinders were pre-stressed by 3 MPa, 5 MPa and 8 MPa. In addition, the effect of the span length on the results of mises stresses and failure modes was evaluated using three lengths of 30, 45 and 60 meters. The results of the analysis showed that the pre-stressed structures would reduce the damage caused by the explosion. Increasing the span length causes the failure to focus on longitudinal symmetrical axes.

Keywords: Prestressed Concrete, Explosion Wave, Semi-Cylindrical Shell, Tensile Failure, Compression Failure

۱. مقدمه

مهم بوده و تنش‌های حرارتی ناشی از توزیع غیریکنواخت حرارت، قابل‌ملاحظه است. کازاکویچ [۴]، رفتار آئرودینامیک سقف پوسته‌های آشیانه هواگرد، فرودگاه ریگا و اکراین را در برابر فشار باد بررسی نمود. سقف آشیانه نیم‌استوانه‌ای، طول آشیانه ۱۰۸ متر و دهانه آن ۶۰ متر بود. پاسترناک و همکاران [۵] رفتار نوع جدیدی از آشیانه‌های فلزی را مورد بررسی قرار دادند. دهانه این آشیانه ۲۱۰ متر و طول آن ۳۶۳ متر بود. مانگ و همکاران [۶] مطالعاتی را بر روی تأثیر فرم انواع سقف‌های آشیانه انجام دادند. در پژوهش آن‌ها رفتار خستگی با مطالعات نظری و آزمایش‌های مصالح مورد بررسی قرار گرفت.

تحقیقات انجام‌شده بر روی آشیانه‌های هواپیماها عمدتاً در محدوده بارهای استاتیکی بوده و در زمینه اثر بارهای خاص، مانند انفجار، تحقیقات ناچیزی بر روی این نوع سازه‌ها انجام شده است. از سوی دیگر، در خصوص رفتار سایر سازه‌های بتنی مانند پانل‌های بتن مسلح، دیوار بتنی، محفظه با پوسته بتن مسلح و ... تحت اثر بار انفجار، تحقیقات مختلف عددی و آزمایشگاهی صورت گرفته است. در این پژوهش با استفاده از روش اجزای محدود رفتار آشیانه‌های بتنی تحت اثر انفجار بررسی می‌گردد. مطالعات عددی صورت گرفته توسط محققین دیگر در ادامه می‌آید.

پنتلیدز و همکاران [۷] مطالعاتی را بر روی رفتار پانل‌های بتن مسلح تحت بار انفجار انجام دادند. هدف اصلی آن‌ها از این مطالعات، تصدیق روش‌های شبیه‌سازی بار انفجار بود. لین و همکاران [۸] بر روی مدل سه‌بعدی اجزای محدود شبیه‌سازی پاسخ پانل بتن مسلح تحت بار انفجار، مطالعاتی را انجام دادند. در این تحقیق، اثر اندازه اجزاء و نیز اثر نرخ کرنش‌های بالا در مصالح لحاظ شد. این مطالعه به بررسی اثر وزن ماده منفجره، فاصله انفجار، ضخامت پانل و درصد آرماتور بر روی مقاومت بتن در برابر انفجار پرداخت. نگوین و تران [۹]، اثر انفجار بر روی دیوار بتنی عمودی را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که نسبت میرایی و محل قرارگیری نقطه انفجار نسبت به دیوار و فشار حاصله از آن در پاسخ دیوار تأثیر به‌سزایی دارد. فوجیکو و همکاران [۱۰] با بررسی ستون‌های فولادی پر شده با بتن و بارگذاری دوگانه انفجار و زلزله، به بررسی رفتار ستون‌ها پرداختند. این محققین با توجه به اهمیت پایه‌ها در رفتار پل زیر اثر انفجار، این ستون‌ها را به‌عنوان یکی از گزینه‌های بهسازی رفتار پل پیشنهاد نمودند. مطالعات آن‌ها در این زمینه با استفاده از روش اجزای محدود انجام گردید.

آگروال و بی [۱۱] با استفاده از خروجی‌های برنامه CONWEP در نرم‌افزار LS-DYNA برای یک پل تیری بتن‌آرمه سه دهانه به بررسی انفجار پرداختند. آن‌ها در طول پژوهششان سه حالت محتمل را برای مقدار ماده منفجره در نظر گرفتند و

با توجه به افزایش حملات تروریستی در سراسر جهان و به‌ویژه منطقه مهم خاورمیانه و کشورهای همسایه ایران نظیر عراق، ترکیه و افغانستان و با توجه به سوابق موجود جنگ در ایران، ضرورت پرداختن به موضوع انفجار در سازه‌هایی که در معرض بارهای انفجار قرار دارند، بیشتر معلوم می‌شود [۱]. علاوه بر حملات تروریستی، حوادثی که به‌صورت غیر عمد منجر به انفجار در سازه‌ها می‌شود نیز از جمله خطرات انفجاری می‌باشند که می‌تواند سازه‌ها را تهدید نماید و خسارات فراوانی را به بار آورد. از این‌رو، لازم است که اصول طراحی مقاوم در برابر انفجار در کلیه ساختمان‌ها خصوصاً ساختمان‌های دولتی اعم از ادارات، مدارس و بیمارستان‌ها و ساختمان‌های عمومی مانند مراکز فروش، بانک‌ها و ... در نظر گرفته شود.

حملات و اتفاقات سال‌های اخیر بر روی ساختمان‌های بتن‌آرمه، سبب افزایش سطح آگاهی مهندسی در خصوص آسیب‌پذیری سازه‌ها تحت اثرات انفجار گردید. به‌گونه‌ای که این افزایش سطح آگاهی در کشور ما، تدوین مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان تحت عنوان پدافند غیرعامل را اجتناب‌ناپذیر نمود. حالت ارتجاعی سازه‌ها در مقابل بارهای ضربه‌ای حاصل از انفجار، تحت تأثیر مشخصه‌هایی مهم در طراحی مقاوم سازه‌ها در برابر زلزله می‌باشند. قابلیت تغییر شکل و پیوستگی اجزای سازه‌ای، مقاومت، سختی و پایداری سیستم‌های اسکلتی و قاب خمشی و مقاومت در برابر تخریب پیش‌رونده، پارامترهایی هستند که نقش بسیار مهمی در ماندگاری ساختمان‌ها زیر اثر بار انفجار دارند [۲].

تحلیل اثر بارگذاری انفجار بر روی سازه از دهه ۱۹۶۰ آغاز گردید. در سال ۱۹۵۹، ارتش آمریکا، نشریه‌ای تحت عنوان "سازه‌های مقاوم در برابر اثرات انفجارهای تصادفی" منتشر نمود. نسخه ویرایش شده این نشریه که در سال ۱۹۹۰ منتشر گردید، به‌طور گسترده‌ای توسط سازمان‌های نظامی و غیرنظامی جهت طراحی سازه‌ها و به‌منظور جلوگیری از انتشار انفجار و حفاظت از تجهیزات و کارکنان نظامی مورد استفاده قرار گرفت. روش‌های موجود برای تخمین اثرات انفجار بر سازه‌های ساختمانی به سه دسته، روش‌های تجربی، روش‌های تحلیلی و روش‌های عددی تقسیم می‌شوند [۲].

بی و همکاران [۳]، توزیع بار حرارتی را در آشیانه‌های طویل بررسی نمودند. دهانه آشیانه ۱۱۰ متر و طول آن ۳۲۵ متر در نظر گرفته شده بود. این آشیانه می‌توانست هم‌زمان به شش هواگرد سرویس دهد. سقف آشیانه ساختار شبکه‌ای و خرپایی داشت. نتایج نشان داد که برای آشیانه‌های طویل، اثرات حرارتی

بتن غلاف‌هایی تعبیه و بعد از رسیدن بتن به مقاومت نهایی، کابل‌ها کشیده می‌شوند و توسط مهارهایی در دو انتها ثابت می‌گردند. در این مقاله برای پیش‌تنیدگی از روش پیش کشیده بهره‌جویی می‌گردد. با توجه به وجود تنش‌های کششی بالای ناشی از انفجار در آشیانه‌های استوانه‌ای، پیش‌تنیدگی به میزان مناسب در سازه‌های بتنی می‌تواند در ممانعت از تخریب زود هنگام سازه مؤثر واقع شود. به همین منظور سعی شده است با به‌کارگیری پیش‌تنیدگی ضعف‌های حاکم بر این سازه‌ها جبران شود.

برپایه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، حداکثر میزان کشیدگی مجاز در زمان جک زدن در کابل‌ها برابر با ۸۰ درصد مقاومت نهایی آن‌ها است. جهت کاهش احتمال پارگی زیر اثر انفجار، در این مقاله حداکثر نیروی پیش‌تنیدگی به میزان ۷۰ درصد مقاومت نهایی محدود خواهد شد.

انفجار آزادسازی سریع انرژی مواد منفجره است که می‌تواند به‌صورت احتراق گازها، انفجار هسته‌ای یا در اثر انواع مختلف بمب، در یک محیط ایجاد شود. از مشخصه‌های اساسی انفجارها که موجب وارد آمدن نیرو به سازه می‌شود، می‌توان به اتفاقی بودن، موقعیت انفجار، گذرا بودن نیروها و زمان اثر کم در حد چند میلی‌ثانیه تا چند ثانیه اشاره کرد [۱۶].

انفجار در هوا تشکیل‌گازی با تراکم بالا می‌دهد که می‌تواند هوای دست‌نخورده اطراف را تحت تأثیر قرار دهد. برای برآورد فشار گاز متراکم روابط و مدل‌های مختلفی پیشنهاد شده است. یکی از این مدل‌ها، مدل مرسوم CONWEP است که بر اساس TM 5-855-1 [۱۷] ارائه شده و در برخی از نرم‌افزارهای اجزای محدود از آن استفاده شده است. در این مدل نیازی به مدل‌سازی اجزای محدود هوای اطراف ماده منفجره نیست، زیرا اینرسی و سختی هوا قابل صرف‌نظر کردن است. بنابراین، بار انفجار مستقیماً بر خود سازه وارد می‌شود. شبیه‌سازی انفجار در این مقاله با کمک نرم‌افزار آباکوس انجام می‌گیرد. برای استفاده از قابلیت CONWEP کافی است مقدار بار منفجره و فاصله انفجار از سازه مشخص گردد و بارگذاری و روابط مربوطه توسط خود نرم‌افزار محاسبه می‌شود.

۲-۲. مدل‌های مورد مطالعه

مدل اصلی جهت شبیه‌سازی در این پژوهش از مدل آشیانه هواپیمای جنگی F-16 استخراج شده است که هندسه کلی این سازه در شکل (۱) نشان داده شده است.

در این تحقیق از سه مدل جهت شبیه‌سازی استفاده شده است، که سازه اولی یک نیم استوانه با دهانه ۳۰ متر، ارتفاع ۱۰

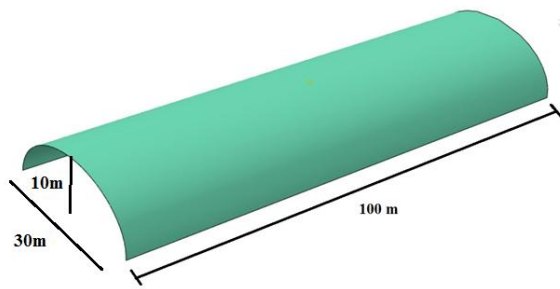
شرایط طراحی لرزه‌ای را به‌عنوان یکی از عوامل مؤثر بر رفتار پل‌ها تحت بارگذاری انفجاری مورد بررسی قرار دادند.

دراگوس و همکاران [۱۲] به تلاش در ساده‌سازی اثر انفجار در محیط‌های محصور پرداختند تا طی آن بتوانند پاسخ سازه به این حالت بارگذاری انفجاری را به‌دست آورند. نتیجه بررسی‌های آن‌ها بیان کرد که هرچه بار انفجار محصور ساده شده نزدیک به مرکز بار انفجار محصور واقعی باشد ضربه وارده به مقدار واقعی خود نزدیک می‌شود. همچنین خطای پاسخ سازه کمتر می‌گردد. هرچه زمان پاسخ سازه به بار انفجاری بیشتر باشد، این روش دقت بالاتری دارد. بنابراین، می‌توان گفت برای سازه‌های شکل‌پذیر، نتایج دقت بالایی دارند. در این روش ساده‌سازی اثرات اندازه مواد منفجره، موقعیت، شکل و جهت‌گیری آن نسبت به هدف و حتی نوع چاشنی مورد استفاده لحاظ شده است، این در حالی است که در ساده‌سازی آئین‌نامه UFC این اثرات لحاظ نشده‌اند، که این نشان‌دهنده محافظه‌کارانه بودن ساده‌سازی این آئین‌نامه است. وی و همکاران [۱۳ و ۱۴] با کمک برنامه آباکوس، ابتدا یک مدل رفتاری برای بتن‌آرمه صحت‌سنجی نمودند و سپس با استفاده از این مدل و همچنین تحلیل دینامیکی در نرم‌افزار، برای اجزای مختلف یک پل قوسی، مدل خسارت را ارائه نمودند. فیاض و همکاران در سال ۱۳۹۷ به بررسی رفتار پوسته ساخته‌شده از بتن پارچه‌ای تحت تأثیر انفجار در حوزه نزدیک پرداختند. نتایج حاکی از آن بود که به‌دلیل ضخامت کم در نواحی تکیه‌گاهی، خسارت‌های زیادی از قبیل خردشدگی و سوراخ‌شدگی در پوسته به وجود می‌آید [۱۵]. در تحقیق حاضر به بررسی رفتار یک آشیانه بتنی نیم‌استوانه‌ای هواپیما با پیش‌تنیدگی در معرض موج ناشی از انفجار پرداخته می‌شود و مقاومت به خرابی آن در مقایسه با سازه بدون پیش‌تنیدگی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. همچنین تأثیر افزایش پیش‌تنیدگی و افزایش دهانه سازه در خرابی آن بررسی خواهد شد.

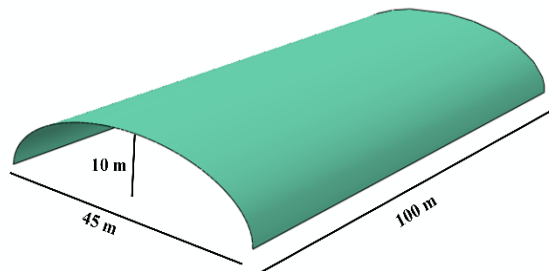
۲. روش تحقیق

۲-۱. سازه پیش‌تنیده و موج انفجار

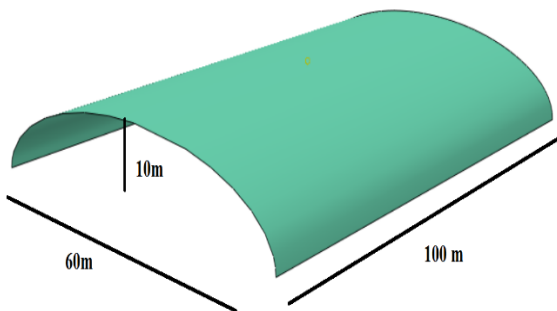
یک مشکل عمده در استفاده از اجزای بتنی، مقاومت کششی کم در بتن و آسیب‌پذیری آن در هنگام اعمال کشش است. از سوی دیگر، مقاومت فشاری بتن در مقایسه با کشش بسیار بیشتر است. بتن پیش‌تنیده، یکی از جدیدترین فرم‌های ساختمانی است که در سال‌های اخیر در سازه‌های مختلف مورد استفاده قرار گرفته است. پیش‌تنیدگی در سازه‌های بتنی به دو طریق پیش‌تنیده و پس کشیده اعمال می‌شود. در روش اول ابتدا کابل‌ها کشیده و بعد از ریختن و رسیدن بتن به مقاومت مناسب، کابل‌ها رها می‌شوند تا پیش‌تنیدگی به بتن انتقال یابد. در روش دوم داخل



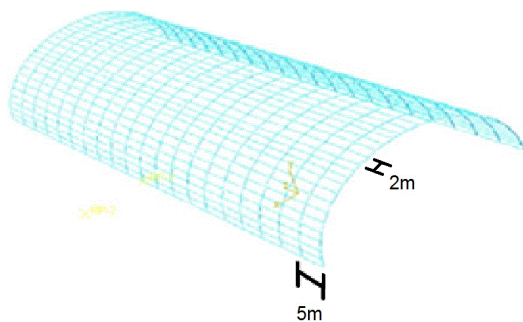
شکل ۲. هندسه سازه مورد استفاده در مدل ۱ با دهانه ۳۰ متر.



شکل ۳. هندسه سازه مورد استفاده در مدل ۲ با دهانه ۴۵ متر.



شکل ۴. هندسه سازه مورد استفاده در مدل ۳ با دهانه ۶۰ متر.



شکل ۵. هندسه آرماتوربندی در سازه.

۲-۳. مشخصات مصالح

برای تعریف رفتار الاستیک متناسب با نوع مشخصات مقاطع (بتنی و فولادی)، خصوصیات متناظر با هر کدام، شامل مدول الاستیسیته، نسبت بواسون و چگالی، مطابق با جدول (۱) در نظر گرفته شده است.

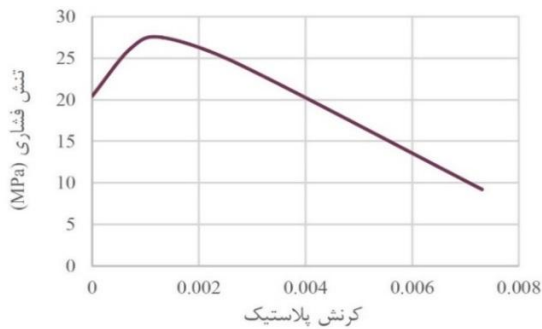
متر و طول ۱۰۰ متر با ضخامت ۰/۵ متر است. یک انتهای مدل بسته است [۱۸]. از آنجایی که پوسته‌های گنبدی در راستای محیطی خود دارای مقاومت و پایداری نسبی قابل قبولی هستند، در این مطالعه پیش‌تندگی در راستای طولی آشیانه به آن اعمال شده است. مشخصات هندسی این آشیانه در شکل (۲) ارائه گردیده است.

مدل ۱ جهت شبیه‌سازی در حالت‌های بدون پیش‌تندگی و پیش‌تندیده ۳، ۵ و ۸ مگاپاسکالی مورد استفاده قرار گرفته است. تنش پیش‌تندگی ۸ مگاپاسکال بر پایه نیروی کشیدگی ۷۰ درصد مقاومت نهایی کابل به‌دست آمده است. به‌منظور ارزیابی اثر شدت تنش پیش‌تندگی از سه مقدار متفاوت پیش‌تندگی بهره‌جویی می‌گردد. از این میان، بهترین حالت پیش‌تندگی برای مدل‌های دیگر استفاده می‌شود. مدل ۲ و ۳ نیز دارای همان مشخصات مدل یک است با این تفاوت که دهانه آن از ۳۰ متر به ترتیب به ۴۵ و ۶۰ متر تغییر نموده است که مشخصات هندسه این سازه نیز در شکل‌های (۳) و (۴) ارائه شده است. برای مدل‌سازی آرماتورهای فولادی نیز از میله‌هایی با قطر ۲۰ میلی‌متر استفاده می‌گردد که این میله‌ها در دو راستای طولی و محیطی در سازه چیدمان شده‌اند. هندسه چیدمان میله‌ها در شکل (۵) می‌آید [۱۸]. از آنجاکه در این تحقیق هدف اصلی ارزیابی رفتار این آشیانه در برابر بار انفجاری است و از طرفی با توجه به اینکه بارگذاری انفجاری در هر مقطع به‌صورت کشش یا فشار یکنواخت به بدنه وارد می‌شود، می‌توان انتظار داشت تنش‌هایی که در ضخامت جداره هر مقطع ایجاد می‌شوند، توزیع تقریباً یکنواختی داشته باشند و به همین علت به‌منظور ساده‌سازی و افزایش سرعت تحلیل‌ها در مدل‌سازی از المان پوسته (Shell) برای تحلیل سازه بتنی و از المان وایر (Beam) برای تحلیل آرماتورهای فولادی استفاده شده است.

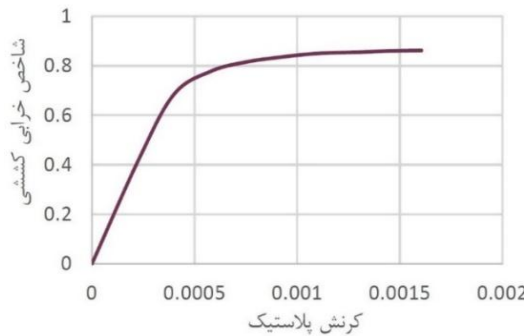


شکل ۱. مدل واقعی سازه‌های مورد استفاده به‌عنوان آشیانه هواپیمای جنگی F-16 [۱۰].

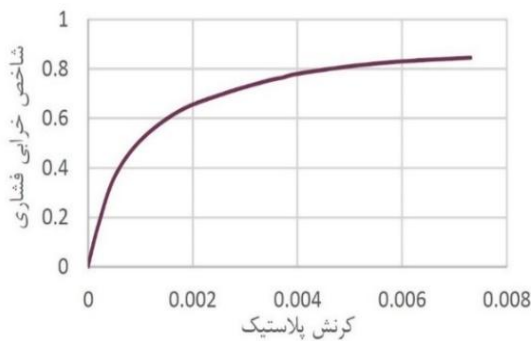
شکل ۶. رفتار کششی بتن برحسب کرنش پلاستیک [۱۷].



شکل ۷. رفتار فشاری بتن برحسب کرنش پلاستیک [۱۷].



شکل ۸. خرابی کششی بتن [۱۷].



شکل ۹. خرابی فشاری بتن [۱۷].

۲-۴. مدل‌سازی

همان‌طور که ذکر شد، مدل‌سازی و تحلیل در نرم‌افزار آباکوس صورت گرفته است. برای شبکه‌بندی سازه بتنی از المان پوسته‌ای و برای شبکه‌بندی آرماتورهای طولی و عرضی از جزء تیری استفاده شده است. انفجار با استفاده از گزینه Conwep در نرم‌افزار آباکوس در فاصله ۱۰ متری از کنار سازه با انفجار مقدار ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT، مطابق شکل (۱۰) انجام گرفته است. شرایط مرزی به صورت مقید بودن بخش‌های قرار گرفته سازه بر روی زمین مطابق شکل (۱۱) است. نوع تحلیل به کاررفته از نوع Dynamic Explicit با دوره زمانی ۱، است. مدل‌سازی پیش تنیدگی به صورت کشیدن و رها نمودن میله‌ها و آرماتورهای طولی و انتقال پیش تنیدگی ایجادشده با استفاده از امکان

برای تعریف رفتار پلاستیک دیوار بتنی، مقادیر پلاستیسیته واردشده برای مدل Concrete Damage Plasticity در نرم‌افزار آباکوس در جدول (۲) ارائه شده است. نمودارهای کششی، فشاری و خرابی کششی و فشاری نیز در شکل‌های (۹-۶) ارائه شده‌اند. منظور از خرابی کششی (d_t) و فشاری (d_c)، شاخصی است که نرم‌افزار آباکوس به ترتیب مطابق روابط (۱) و (۲) برای بیان خرابی‌ها استفاده می‌کند. محدوده این شاخص بین صفر و یک است که به ترتیب بیانگر بتن آسیب‌نندیده و کاملاً آسیب دیده است. مقادیر بین این بازه به مقاومت فشاری بتن بستگی دارد. لذا نرم‌افزار ترک‌های ایجادشده در سازه را توسط شاخص خرابی کششی بتن بیان می‌کند.

$$d_t = 1 - \varepsilon / \varepsilon_{tm} \quad (1)$$

$$d_c = 1 - \varepsilon / \varepsilon_{cm} \quad (2)$$

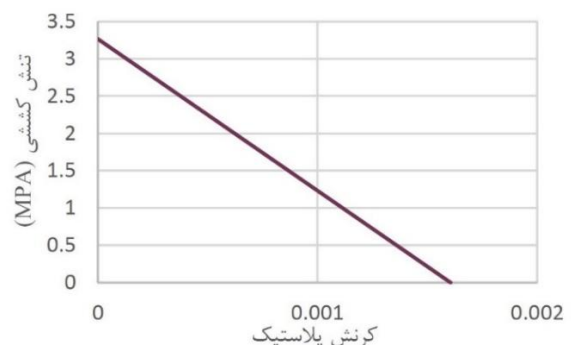
که در آن، ε معرف کرنش در هر لحظه، ε_{tm} کرنش حد گسیختگی کششی بتن و ε_{cm} کرنش حد گسیختگی فشاری بتن است.

جدول ۱. مشخصات مکانیکی آرماتورهای فولادی و بتن [۱۷].

۰/۳	ضریب پواسون	آرماتور
۴۰۰ مگاپاسکال	تنش تسلیم	
۱۲۰۰ مگاپاسکال	تنش نهایی	
۲۰۰ گیگا پاسکال	مدول الاستیسیته	
۲۵ مگاپاسکال	مقاومت	بتن
۲۰ گیگا پاسکال	مدول الاستیسیته	
۲۴۰۰	چگالی (کیلوگرم/مترمکعب)	
۰/۲	ضریب پواسون	

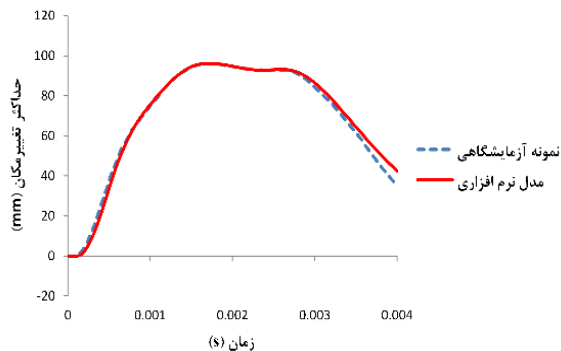
جدول ۲. مشخصات پلاستیکی بتن [۱۷].

۳۱	زاویه اتساع (درجه)
۰/۱	گریز از مرکز
۱/۱۶	پارامتر گسیختگی ($f = f_{b0}/f_{c0}$)
۰/۰۱	پارامتر گرانیزی ($N.s/m^2$)



Predifine Field در نرم‌افزار آباکوس صورت گرفته است.

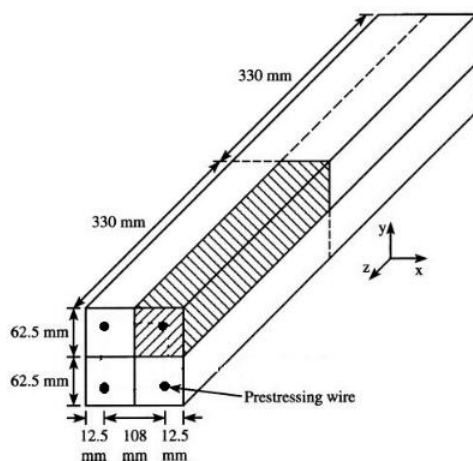
نتایج مدل آزمایشگاهی دارد.



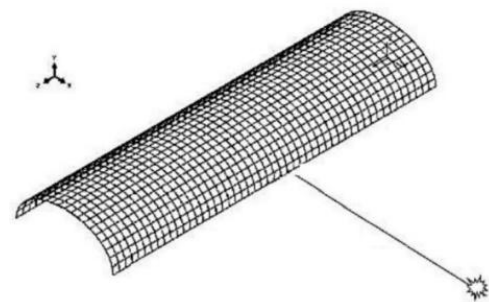
شکل ۱۳. پاسخ عددی و آزمایشگاهی تغییر مکان وسط ورق فولادی

افزون بر این با هدف صحت‌سنجی مدل‌سازی پیش‌تنییدگی، از مطالعه آزمایشگاهی هو و همکاران [۱] استفاده شده است. مشخصات مدل هو و همکاران که نمونه پیش‌تنییدگی یک تیر بتنی تحت فشار یکنواخت در یک انتها است، در شکل (۱۴) می‌آید. در این مدل، پیش‌تنییدگی در تیر با اعمال ۷۷۰ مگاپاسکال به میله فولادی اعمال شد. این کار با ایجاد میدان تنش در میله فولادی و انتقال تنش ایجاد شده از طریق منوی Initial State و سپس بهره‌جویی از زیر منوی Predifine field جهت فراخوانی نتایج میدان تنش حاصله از تحلیل قبل امکان‌پذیر می‌گردد. با تعریف تماس بین میلگردها و بتن، انتقال تنش به بتن صورت خواهد پذیرفت. شکل (۱۵) نتیجه کشیدن میله‌ها تا ۷۷۰ مگاپاسکال و در پایان، انتقال پیش‌تنییدگی ۶/۴ مگاپاسکال به بتن است.

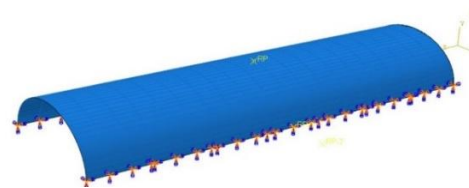
لازم به ذکر است، میزان تنش پیش‌تنییدگی آمده در این مطالعه، تنش منتقل شده به بتن را نشان می‌دهد. به سخن دیگر، تنش پیش‌تنییدگی میزان تنش اولیه در میلگرد را مشخص نمی‌نماید.



شکل ۱۴. هندسه مدل هو و همکاران [۱]



شکل ۱۰. شمای بار انفجاری بر سازه [۱۷].



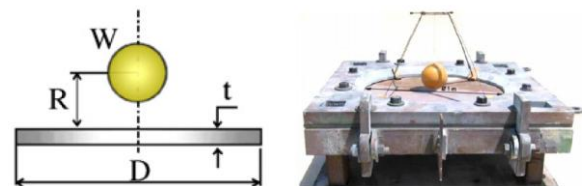
شکل ۱۱. شرایط مرزی مقید نمودن سازه.

۳. نتایج و بحث

۳-۱. صحت‌سنجی

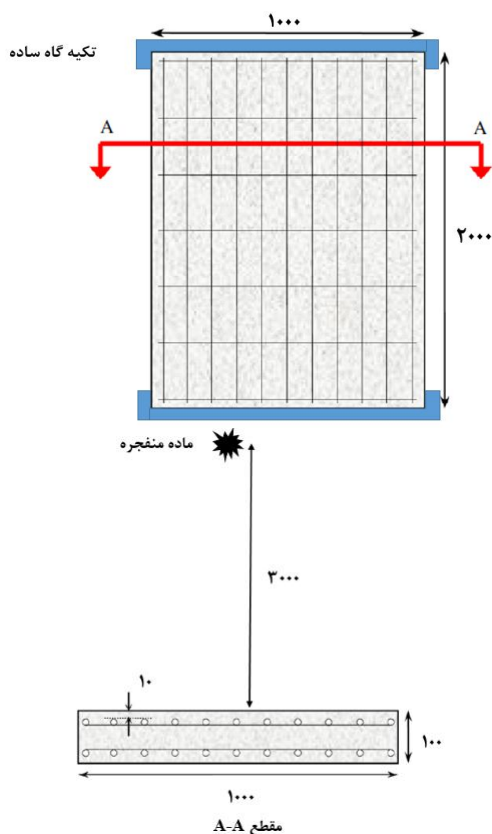
صحت‌سنجی در این مقاله به سه صورت انجام می‌گیرد. نخست مدل‌سازی پدیده انفجار در قالب یک صفحه فولادی صحت‌سنجی می‌شود؛ سپس اعمال پیش‌تنییدگی بر روی کابل‌ها در یک تیر بتن مسلح بررسی شده و در ادامه، پدیده انفجار بر روی یک دال بتن مسلح مدل‌سازی و راستی‌آزمایی می‌گردد.

برای صحت‌سنجی پدیده انفجار از مدل نوبرگر و همکاران [۱۹] استفاده شد. در این مدل یک صفحه فولادی دایره‌ای به قطر ۲ متر و ضخامت ۵۰ میلی‌متر تحت بار انفجار قرار می‌گیرد. انفجار در فاصله ۰/۵ متری ورق فولادی و توسط یک گوی کروی محتوی ۵۰ کیلوگرم ماده منفجره TNT انجام می‌گیرد. شکل (۱۲) مدل آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲. مدل آزمایشگاهی نوبرگر و همکاران [۱۹]

با مدل‌سازی این نمونه در نرم‌افزار آباکوس نتایج مربوط به تغییر مکان وسط ورق فولادی استخراج و با پاسخ نمونه آزمایشگاهی نوبرگر و همکاران [۱۹] قیاس گردید. همان‌طور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود، پاسخ نرم‌افزار تطابق خوبی با



شکل ۱۷. هندسه نمونه آزمایشگاهی وو و همکاران [۲۰]

جدول ۳. مشخصات هندسی دال در آزمایش وو و همکاران [۲۰]

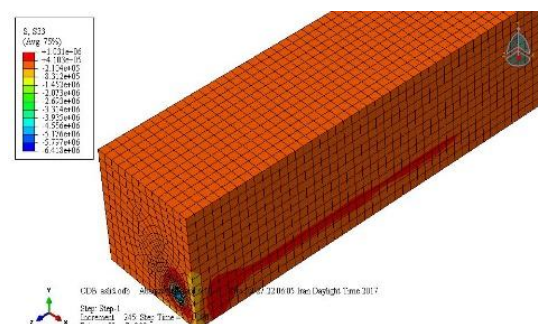
۲۰۰۰×۱۰۰۰×۱۰۰	ابعاد دال (mm)
φ ۱۲@۱۰۰ mm	میلگردهای طولی
φ۱۲@۲۰۰ mm	میلگردهای عرضی

جدول ۴. مشخصات مصالح در آزمایش وو و همکاران [۲۰]

۳۹/۵	مقاومت فشاری (MPa)	بتن
۸/۲	مقاومت کششی (MPa)	
۲۸/۳	مدول الاستیسیته (GPa)	
۶۰۰	مقاومت تسلیم (MPa)	فولاد
۲۰۰	مدول الاستیسیته (GPa)	

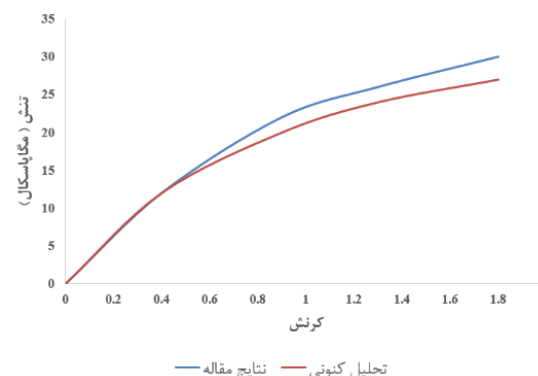
جدول ۵. مشخصات ماده منفجره در آزمایش وو و همکاران [۲۰]

۱/۰۰۷	جرم معادل TNT (kg)
۳	فاصله (m)
۳	فاصله مقیاس شده (kg/m ³)



شکل ۱۵. انتقال پیش تنیدگی در مدل هو و همکاران [۱]

پس از اعمال پیش تنیدگی به تیر بتنی، بار فشاری به یک انتها اعمال می‌گردد. در شکل (۱۶) تطابق خوب میان نتیجه این مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS با نمودار تنش- کرنش به دست آمده توسط هو و همکاران را نشان می‌دهد. اختلاف اندک ایجاد شده را می‌توان ناشی از عواملی همچون تماس‌های بین میلگردهای فولادی و بتن، نوع و بزرگی شبکه‌بندی و گام‌های زمانی دانست که این جزئیات توسط هو و همکاران ارائه نشده بود.



شکل ۱۶. مقایسه نمودار تنش- کرنش تحلیل کنونی با مدل هو و همکاران [۱]

افزون بر این، با هدف راستی آزمایشی مدل‌سازی انفجار بر روی سازه‌های بتن مسلح، نتایج آزمایشگاهی وو و همکاران [۲۰] استفاده می‌شود. در این مدل یک دال یک‌طرفه بتن مسلح با دو ردیف شبکه میلگرد در بالا و پایین دال زیر اثر بار انفجار قرار می‌گیرد. هندسه دال و مشخصات مصالح و مواد منفجره در شکل (۱۷) و جدول‌های (۳-۵) آمده است. انفجار در فاصله ۳ متری از وسط دال رخ می‌دهد.

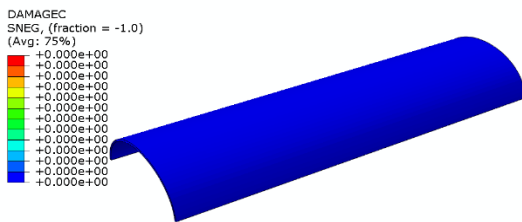
پس از مدل‌سازی دال، بار انفجار در نرم‌افزار توسط مدل CONWEP و در فاصله مشخص شده به سطح دال وارد گردید. خیز حداکثر در مرکز دال محاسبه و با نمونه آزمایشگاهی وو و همکاران [۲۰] در آزمایشگاه مقایسه گردید. جدول (۶)، مطابقت نتیجه در مدل نرم‌افزاری و نمونه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

جدول ۶. مقایسه نتایج آزمایش و نرم‌افزار

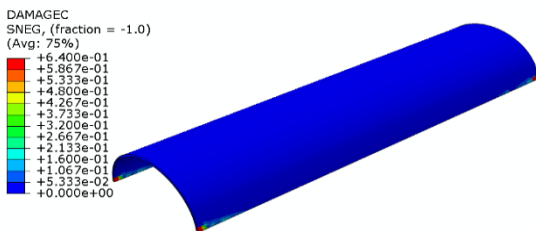
نرم‌افزار	آزمایش	
۱/۴	۱/۵	حداکثر خیر در مرکز دال (mm)
-۶/۶۷	-	درصد خطا نسبت به آزمایش

همان‌طور که در شکل‌های (۱۸) و (۱۹) مشاهده می‌شود، با به کار بردن پیش‌تنیدگی، خرابی ناشی از کشش در سازه به میزان قابل‌توجهی کاهش یافته است. به سخن دیگر، با وجود مقدار پیش‌تنیدگی ایجادشده در مدل بخشی از خرابی سازه که تحت کشش است با تنش فشاری نخستین خنثی می‌گردد. با این کار، به میزان قابل‌توجهی از خرابی‌های ناشی از کشش کاسته خواهد شد. تنها در بخش‌های میانی سازه پیش‌تنیده ترک‌هایی مشهود است که به دلیل دهانه زیاد سازه می‌تواند قابل‌قبول باشد.

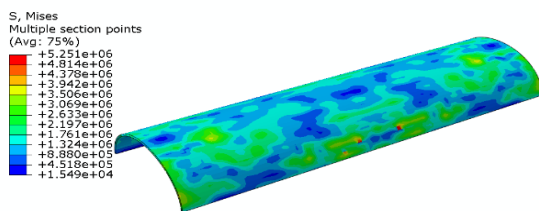
شکل‌های (۲۰) و (۲۱) نشان می‌دهند این سازه از نظر خرابی فشاری مقاوم است و تحت این بارگذاری وارد منطقه خرابی نمی‌شود، مگر در نواحی انتهایی تکیه‌گاه که تمرکز تنش بیش‌تر است. همان‌طور که در شکل‌های (۲۲) و (۲۳) مشاهده می‌شود با ایجاد پیش‌تنیدگی مقدار تنش میز از مقدار ۵/۲۵ مگاپاسکال در سازه بدون پیش‌تنیدگی به مقدار ۵/۰۲ مگاپاسکال در سازه با پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال، کاهش یافته است. همچنین خرابی ناشی از کشش در سازه پیش‌تنیده نسبت به سازه بدون پیش‌تنیدگی کمتر بوده و نشان می‌دهد پیش‌تنیدگی توانسته تا حدی ضعف کششی بتن را بهبود بخشد.



شکل ۲۰. خرابی فشاری ایجادشده در سازه بتنی بدون پیش‌تنیدگی



شکل ۲۱. خرابی فشاری ایجادشده در سازه بتنی پیش‌تنیده شده ۳ مگاپاسکال.



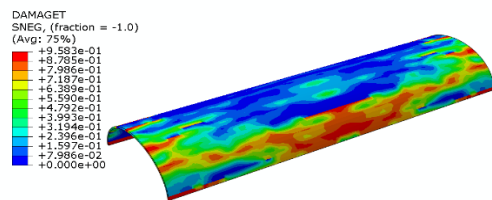
شکل ۲۲. تنش میز به‌دست آمده در سازه بدون پیش‌تنیدگی.

۳-۲. مقایسه نتایج سازه بدون پیش‌تنیدگی با پاسخ حالت پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال

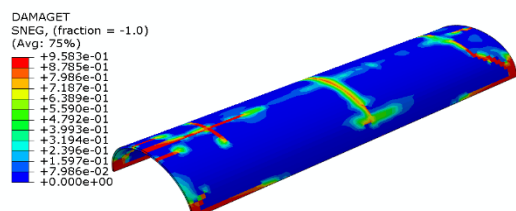
پس از صحت‌سنجی نتایج در بخش ۳-۱، تحلیل نیم استوانه بتنی زیر اثر بار انفجار صورت می‌گیرد و خروجی‌های خرابی کششی و فشاری از نرم‌افزار آباکوس استخراج می‌گردد.

در مدل‌های پیش‌رو در این مقاله از شبکه‌بندی با اندازه ۱ متر استفاده خواهد شد. انتخاب این مقدار برپایه بررسی مدل بدون پیش‌تنیدگی و دهانه ۳۰ متر با اندازه شبکه‌بندی‌های ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، ۱/۵ و ۲ متر صورت گرفت. در شبکه‌بندی‌های ۱، ۱/۵ و ۲ متر، به ترتیب، تنش ۵/۲۵، ۵/۳۶ و ۳/۶۴ مگاپاسکال حاصل شد. از سوی دیگر، با ریز کردن بیشتر شبکه‌بندی تغییرات تنش نامحسوس بود. از این‌رو، با کمک شبکه‌بندی یک متری می‌توان در سریع‌ترین زمان، پاسخ با دقت مناسب را یافت.

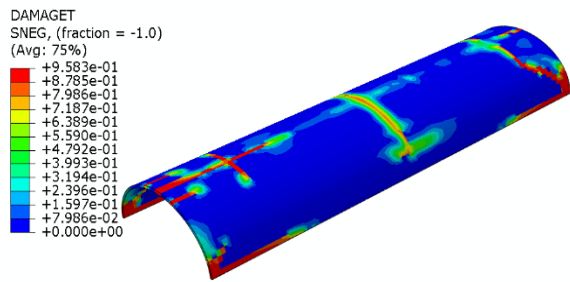
شکل‌های (۱۸) و (۱۹)، به ترتیب، نتایج مربوط به خرابی کششی در سازه بدون پیش‌تنیدگی و پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال را نشان می‌دهد. همچنین، نتایج خرابی فشاری در شکل‌های (۲۰) و (۲۱) آمده است. افزون بر این، شکل‌های (۲۲) و (۲۳) نتایج تنش میز را در سازه‌های بدون پیش‌تنیدگی و پیش‌تنیده ارائه می‌دهد.



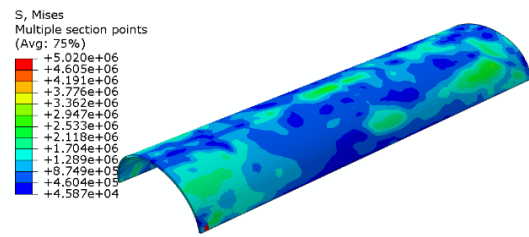
شکل ۱۸. خرابی کششی ایجادشده در سازه بتنی بدون پیش‌تنیدگی.



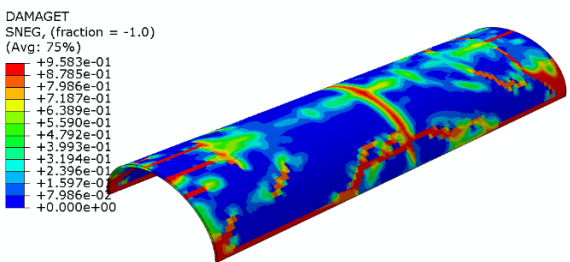
شکل ۱۹. خرابی کششی ایجادشده در سازه بتنی پیش‌تنیده ۳ مگاپاسکال.



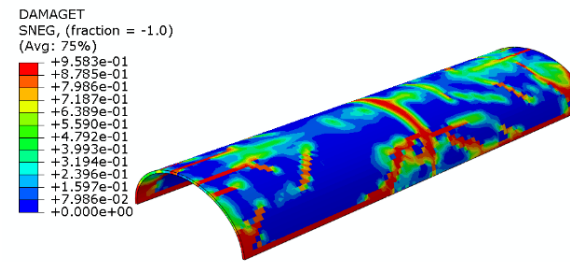
شکل ۲۴. خرابی کششی در سازه با پیش تنیدگی ۳ مگاپاسکالی.



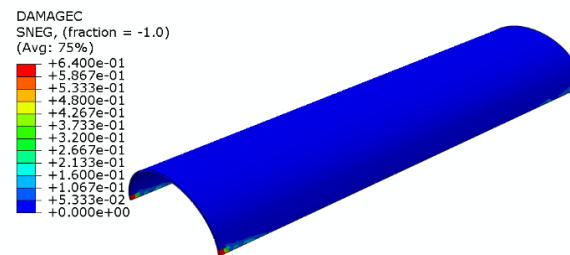
شکل ۲۳. تنش میز به دست آمده در سازه پیش‌تنیده ۳ مگاپاسکالی.



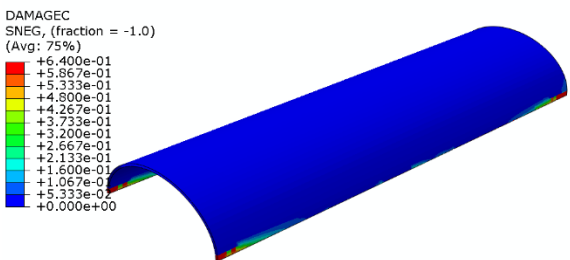
شکل ۲۵. خرابی کششی در سازه با پیش تنیدگی ۵ مگاپاسکالی.



شکل ۲۶. خرابی کششی در سازه با پیش تنیدگی ۸ مگاپاسکالی.



شکل ۲۷. خرابی فشاری در سازه با پیش تنیدگی ۳ مگاپاسکالی.

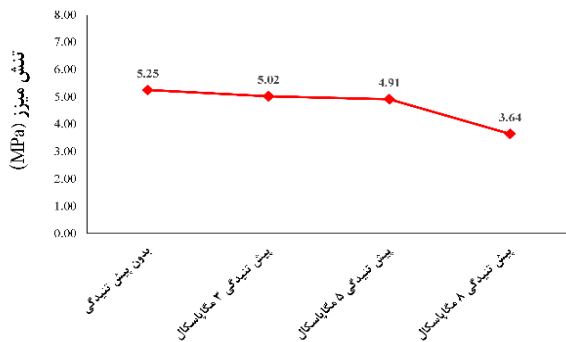


شکل ۲۸. خرابی فشاری خروجی از تحلیل در سازه با پیش تنیدگی ۵ مگاپاسکالی.

۳-۳. اثر افزایش پیش‌تنیدگی بر خرابی کششی و فشاری و میدان تنش سازه

در این بخش نتایج خرابی کششی و فشاری مربوط به افزایش پیش‌تنیدگی از ۳ به ۵ و ۸ مگاپاسکال ارائه شده است. با توجه به افزایش میزان پیش‌تنیدگی از ۳ مگاپاسکال به ۵ و ۸ مگاپاسکال، انتظار می‌رفت که خرابی ناشی از کشش در سازه کاهش یابد ولی نتایج به دست آمده از تحلیل، نتایجی را برخلاف این انتظار ارائه می‌دهد. در شکل‌های (۲۴-۲۶) نتایج خرابی کششی در سه حالت پیش‌تنیدگی ۳، ۵ و ۸ مگاپاسکال ارائه شده است. همان‌گونه که در شکل‌های (۲۴-۲۶) مشاهده می‌گردد، افزایش پیش‌تنیدگی از ۳ به ۵ مگاپاسکال، افزایش وسعت خرابی‌ها و همچنین، رشد نواحی با رنگ قرمز را به همراه دارد. به سخن دیگر، افزایش پیش‌تنیدگی نه تنها از خرابی کششی نکاسته است، بلکه باعث افزایش آن نیز می‌گردد. با افزایش پیش‌تنیدگی فشاری در راستای طولی به دلیل خاصیت ضریب پواسون در سازه، تنش‌های کششی پیش‌تنیده در راستای محیطی افزایش می‌یابد.

در حالت‌های پیش‌تنیدگی ۵ و ۸ مگاپاسکال وسعت خرابی‌ها تفاوت چندانی ندارند. این خرابی‌ها در مقایسه با حالت تنش پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال وسعت بیشتر دارند. اثرات دینامیکی بار انفجار افزایش پاسخ را نسبت به حالت استاتیکی به همراه دارد. این موضوع، ضرورت در نظر گرفتن حاشیه اطمینان برای نیروی پیش‌تنیدگی کابل را نسبت به مقاومت نهایی آن نشان می‌دهد. در حالت پیش‌تنیدگی ۵ و ۸ مگاپاسکال صدمات ناشی از اثرات دینامیکی بار انفجار بر کابل‌ها باعث کاهش اثر پیش‌تنیدگی و در نتیجه آن وسعت بیشتر خرابی در سازه نسبت به حالت تنش پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال شده است. نتایج مربوط به خرابی فشاری در سازه با پیش‌تنیدگی ۳، ۵ و ۸ مگاپاسکالی در شکل‌های (۲۷-۲۹) ارائه شده است. همان‌طور که در این شکل‌ها مشخص است، خرابی ناشی از فشار در سازه بسیار اندک است.



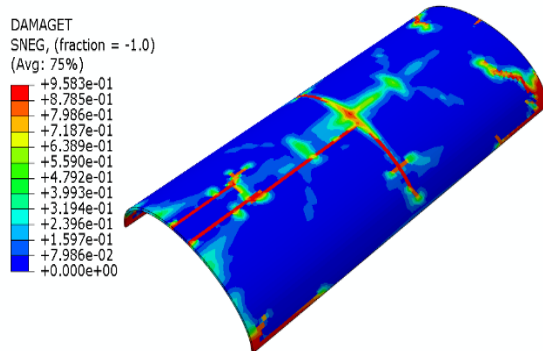
شکل ۳۲. مقایسه نتایج تنش میزز در سازه بدون پیش‌تندگی و پیش‌تندیده

۳-۴. نتایج خرابی کششی و فشاری مربوط به سازه با دهانه ۴۵ و ۶۰ متری

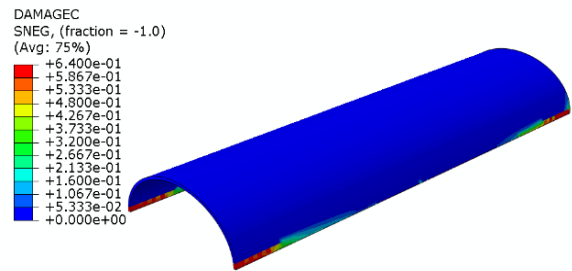
شکل‌های (۳۳) و (۳۴) خرابی کششی ایجاد شده در سازه با دهانه‌های ۴۵ و ۶۰ متر را نشان می‌دهد. با افزایش طول دهانه خرابی‌ها به صورت متمرکزتری روی خطوط تقارن سقف شکل می‌گیرند. این امر با توجه به کمتر بودن اثر قوسی سقف و کاهش تنش‌های فشاری بر روی رأس استوانه کاملاً توجه پذیر است.

همچنین، برای سازه با دهانه ۴۵ و ۶۰ متر، شکل‌های (۳۵) و (۳۶)، خرابی فشاری ایجاد شده در سازه را نشان می‌دهد. خرابی فشاری در هیچ‌یک از این دو شکل وسعت بالایی ندارند. از آنجایی که محدوده خرابی کششی در هر دو سازه روی خط مرکزی طولی آشیانه قرار دارد، جهت جلوگیری از خرابی سقف می‌توان از بتن با مقاومت کششی بالاتر یا سطح مقطع بیشتر در آن قسمت استفاده کرد.

شکل (۳۷) تنش‌های میزز سازه با دهانه ۴۵ و ۶۰ متر را نشان می‌دهد. افزایش طول دهانه بالا رفتن حداکثر تنش میزز را به همراه دارد. اعداد نمودار نشان می‌دهند که افزایش ۱/۵ و ۲ برابری دهانه حدوداً افزایشی معادل همین میزان را در تنش‌های میزز حداکثر حاصل نموده است. این امر نیاز به بتن‌های با مقاومت بالاتر را در دهانه‌های بیش‌تر اجتناب‌ناپذیر می‌نماید.

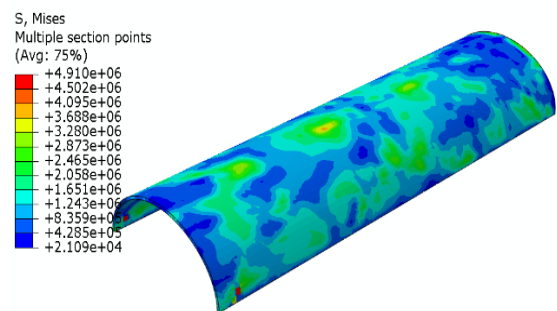


شکل ۳۳. نتایج مربوط به خرابی کششی در سازه با پیش‌تندگی ۳ مگاپاسکال و دهانه ۴۵ متری.

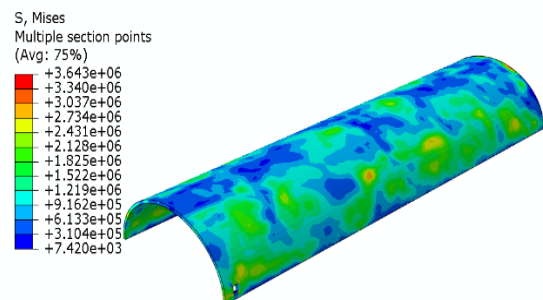


شکل ۲۹. خرابی فشاری ایجاد شده در سازه بتنی با پیش‌تندگی ۸ مگاپاسکال

در پیش‌تندگی ۵ مگاپاسکال حداکثر تنش میزز برابر ۴/۹۱ مگاپاسکال به دست می‌آید. همچنین، برای پیش‌تندگی ۸ مگاپاسکال حداکثر تنش میزز برابر ۳/۶۴ مگاپاسکال نتیجه می‌شود. مشاهده می‌شود که مقدار حداکثر تنش میزز با افزایش پیش‌تندگی کاهش می‌یابد. این در حالی است که با بالا رفتن تنش پیش‌تندگی، نواحی دارای تنش کوچک، کاهش یافته است. تنش میزز ایجاد شده در سازه با پیش‌تندگی ۵ و ۸ مگاپاسکال، به ترتیب، در شکل‌های (۳۱-۳۰) مشاهده می‌شود. شکل (۳۲) تغییرات حداکثر تنش میزز را در سازه بدون پیش‌تندگی و پیش‌تندگی‌های ۳، ۵ و ۸ مگاپاسکال مقایسه می‌نماید. با توجه به آنچه آمد، پیش‌تندگی ۳ مگاپاسکال پاسخ مناسب‌تری در دسترس قرار می‌دهد. در بخش بعدی، برای بررسی اثر طول دهانه از مقدار پیش‌تندگی ۳ مگاپاسکال بهره‌جویی خواهد شد.



شکل ۳۰. تنش میزز ایجاد شده در سازه با پیش‌تندگی ۵ مگاپاسکال

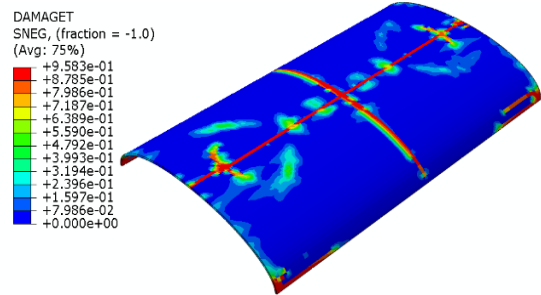


شکل ۳۱. تنش میزز در سازه با پیش‌تندگی ۸ مگاپاسکال

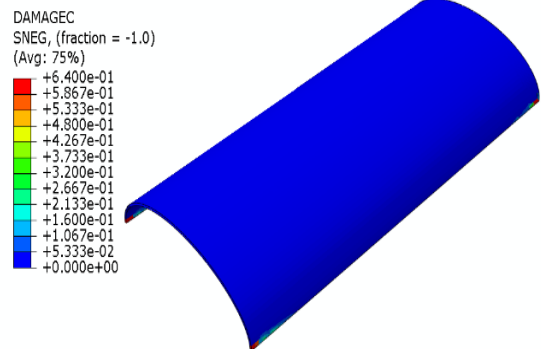
۴. نتیجه‌گیری

در این مقاله، به بررسی تأثیر انفجار بر یک سازه پوسته‌ای نیمه استوانه‌ای، که معمولاً جهت نگهداری هواپیماهای جنگی مورد استفاده قرار می‌گیرد، پرداخته شد. برای این منظور سازه‌ای با ابعاد دهانه ۳۰ متری، ارتفاع ۱۰ متری و طول ۱۰۰ متری که انفجاری ناشی از یک تن TNT در فاصله ۱۰ متری از وسط دهانه طولی آن رخ می‌دهد در نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شد.

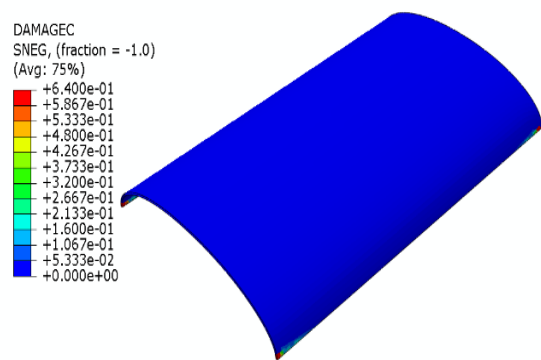
با بهره‌جویی از نمونه آزمایشگاهی انفجار نوبرگر و همکاران و همچنین مدل آزمایشگاهی هو و همکاران برای پیش‌تنیدگی، مدل‌سازی این مقاله راستی‌آزمایی شد. همچنین، برای سازه بدون پیش‌تنیدگی با دهانه ۳۰ متر زیر اثر انفجار یک تن TNT در فاصله ۱۰ متری از سازه، تحلیل حساسیت به اندازه شبکه‌بندی نشان داد که در نهایت از بین شبکه‌های ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، ۱/۵ و ۲ متر، شبکه با جزءهای به طول یک متر مناسب‌تر خواهد بود. پس از صحت‌سنجی نتایج، در بخش دوم به بررسی پیش‌تنیده کردن و تأثیر آن بر کانتورهای تنش، خرابی کششی و فشاری سازه در مقایسه با سازه بدون پیش‌تنیدگی پرداخته شد. بر پایه نتایج به‌دست آمده، پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال نسبت به نمونه بدون پیش‌تنیدگی، کاهش تنش میز از مقدار ۵/۲۵ مگاپاسکال به مقدار ۵/۰۲ مگاپاسکال را منجر شد. از طرف دیگر، خرابی کششی در سازه به میزان قابل‌توجهی در سازه پیش‌تنیده، نسبت به حالت بدون پیش‌تنیدگی کاهش یافت. در بخش سوم این مقاله، به بررسی تأثیر افزایش پیش‌تنیدگی در سازه و تأثیر آن بر کانتورهای تنش، خرابی کششی و فشاری ایجادشده در سازه پرداخته شد. همان‌طور که از نتایج تحلیل به‌دست آمد، با افزایش مقدار پیش‌تنیدگی از ۳ به ۵ و ۸ مگاپاسکال، خرابی کششی در سازه نسبت به حالتی که پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال بود، افزایش یافت. همچنین، از وسعت نواحی دارای تنش‌های کوچک کاسته خواهد شد. در حالت وجود نیروهای پیش‌تنیدگی بالا، افزایش لحظه‌ای تنش‌های کابل‌های پیش‌تنیدگی زیر انفجار می‌تواند نیروهایی نزدیک به مقاومت نهایی در آن‌ها ایجاد نماید. تغییر شکل‌های ماندگار پدید آمده در این افزایش لحظه‌ای تنش، عملکرد پیش‌تنیدگی را کم‌رنگ خواهد نمود. به سخن دیگر، در این حالت از تنش پیش‌تنیدگی کاسته خواهد شد. در بخش چهارم این مقاله، دهانه سازه از ۳۰ متر به ۴۵ و ۶۰ متر افزایش یافت و سازه با مقدار ۳ مگاپاسکال فشاری پیش‌تنیده گردید. با افزایش دهانه، خرابی‌های کششی بر روی محورهای تقارن سقف متمرکز می‌گردد. از این‌رو، ضرورت تقویت سقف در این نواحی برای دهانه‌های بلند اجتناب‌ناپذیر خواهد بود. همچنین، با اجرای مفصل درروی خطوط تقارن می‌توان خرابی‌های این بخش را



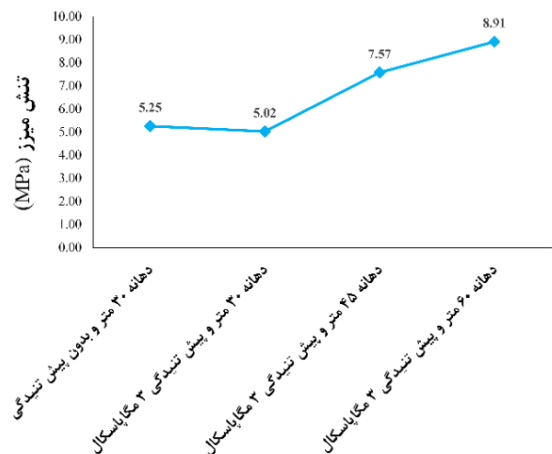
شکل ۳۴. نتایج مربوط به خرابی کششی در سازه با پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال و دهانه ۶۰ متری.



شکل ۳۵. خرابی فشاری در سازه بتنی با پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال و دهانه ۴۵ متری



شکل ۳۶. خرابی فشاری در سازه بتنی با پیش‌تنیدگی ۳ مگاپاسکال و دهانه ۶۰ متری



شکل ۳۷. مقایسه تنش‌های میز در سازه بدون پیش‌تنیدگی و پیش‌تنیده با دهانه‌های ۳۰، ۴۵ و ۶۰ متری

- [10] Fujikura, S.; Bruneau, M.; Lopez-Garcia, D. "Experimental Investigation of Multihazard Resistant Bridge Piers Having Concrete-Filled Steel Tube under Blast Loading"; *J. Bridge Eng.* 2008, 13, 586-594.
- [11] Agrawl, A. K.; Yi, Z. "Blast Load Effect on High Way Bridges"; Univ. Transportation Research Centre, City College of New York, NY. 2009.
- [12] Dragos, A.; Nobuaki, K.; Ken-ichi, K. "Numerical Assessment for Impact Strength Measurements in Concrete Materials"; *Int. J. Impact Eng.* 2009, 36, 283-293.
- [13] Wei, J.; Quintero, R.; Galati, N.; Nanni, A. "Failure Modeling of Bridge Components Subjected to Blast Loading. Part 1: Strain Rate-dependent Damage Model for Concrete"; *Int. J. Concr. Struct. Mater.* 2007, 1, 19-28.
- [14] Wei, J.; Quintero, R.; Galati, N.; Nanni, A. "Failure Modeling of Bridge Components Subjected to Blast Loading. Part 2: Estimation of the Capacity and Critical Charge"; *Int. J. Concr. Struct. Mater.* 2007, 29-36.
- [15] Fayyaz, M.; Ghorban Nejad, A.; Khosravi F. "Numerical Investigation of Damages on Concrete Canvas Shell under Near-Field Blast"; *Adv. Defence Sci. Technol.* 2019, 02, 79-87.
- [16] Rong, B. D.; Xian, L. J. "Numerical Simulation of Bridge Damage under Blast Loads"; Shang Hai Jiao Tong University, China. 2009.
- [17] TM 5-855-1. "Fundamental of Protective Design for Conventional Weapons"; US Army Eng. Water Ways Experiment Station, 1984.
- [18] Shiravand, M. R.; Rasouli M. "Behavior of Semi-Cylindrical Concrete Hangars under Blast Loading"; *Adv. Defence Sci. Technol.* 2017, 4, 71-84.
- [19] Neuberger, A.; Peles, S.; Rittel, D. "Scaling the Response of Circular Plates Subjected to Large and Close-Range Spherical Explosions. Part I: Air-Blast Loading"; *Int. J. Impact Eng.* 2007, 34, 859-873.
- [20] Wu, C.; Oehlers D. J.; Rebentrost, M.; Leach, J.; Whittaker A. S. "Blast Testing of Ultra-High Performance Fiber and FRP-Retrofitted Concrete Slabs"; *Int. J. Eng. Struct.* 2009, 31, 2060-2069.

کاهش داد. برای اجرای مفصل لازم است سقف به صورت چهار بخش مجزا ساخته شده و سپس با کمک راهکاری اجرایی قطعات به صورت مفصلی به یکدیگر متصل گردند. شکل خرابی در سازه‌های جدید ایجاد شده نیاز به بررسی مجدد دارد.

۵. مراجع‌ها

- [1] Hu, H. T.; Lin, F. M.; Liu, H. T.; Huang, Y. F.; Pan, T. C. "Constitutive Modeling of Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Structures Strengthened by Fiber-Reinforced Plastics"; *Compos. Struct.* 2010, 92, 1640-1650.
- [2] NCHRP. "Blast-Resistant Highway Bridges: Design and Detailing Guidelines"; National Cooperative Highway Research Program, NCHRP 2005; 12-72.
- [3] Pei, Y.; Bai, Y.; Shi, Y.; Zhu, D.; Wang, Y. "Temperature Distribution in a Long-Span Aircraft Hangar"; *Tsinghua Sci. Technol.* 2008, 13, 184-190.
- [4] Kazakevitch, M. "The Aerodynamics of a Hangar Membrane Roof"; *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 1998, 77, 157-169.
- [5] Pasternak, H.; Schilling, S.; Komann, S. "The Steel Construction of the New Cargo Lifter Airship Hangar"; *Proc. Int. Conf. Struct. Eng., Mech., Comput.* 2001, 173-182.
- [6] Mang, F.; Wolfmüller, F.; Yoon, W. Y. "Theoretical and Experimental Investigations on the Tabular Structure of Changi Hangar Roof"; *Proc. Second Int. Conf. Boston, Massachusetts, USA, 1984, 189-197.*
- [7] Pantelides, C. P.; Garfield, T. T.; Richins, W. D.; Larson, T. K.; Blakeley, J. B. "Reinforced Concrete and Fiber Reinforced Concrete Panels Subjected to Blast Detonations and Post-Blast Static Tests"; *Eng. Struct.* 2014, 76, 24-33.
- [8] Lin, X.; Zhang, Y. X.; Hazell, P. J. "Modeling the Response of Reinforced Concrete Panels under Blast Loading"; *Mater. Design* 2014, 56, 620-628.
- [9] Nguyen, T. P.; Tran M. D. "Response of Vertical Wall Structures under Blast Loading by Dynamic Analysis"; *Procedia Eng.* 2011, 14, 3308-3316.